

研究論文 Original Paper

小野路試験流域の開発と流出特性†

北川 善廣*・山坂 昌成*・有馬 宏平**・石井 孝典***

Effects of Land Use Change on the Runoff Characteristics
in Onoji Experimental Basin

Yoshihiro KITAGAWA*, Masashige YAMASAKA*, Kohei ARIMA** and Takanori ISHII***

Abstract: This study analyzed the topography of an experimental basin in the Tama campus of Kokushikan University, which is located next to Tama New Town in Tokyo, by expressing the basin topography using newly collected elevation data. The influence of development projects on the runoff characteristics of the basin was investigated using the hydrological data collected at the site. The analysis showed that our expression of the basin topography was adequate except for the law of channel slope, which was not satisfied since the upstream area was flattened by the construction of sports facilities. The construction of a rugby field and other sports facilities installed with underground storm drains increased the runoff coefficient during floods and the peak runoff depth, but reduced the runoff concentration time. Our analysis of the water budget in the basin for four years showed that the average annual runoff coefficient was 0.46, and that the runoff changes little corresponding to those of rainfall. It was also observed that the rainfall and runoff increase in the rainy season term and in summer.

Keywords: hydrological observation, experimental basin, land use, runoff characteristics, water budget

要 旨: 本論文は、東京都多摩ニュータウンに隣接する本学多摩キャンパス内の試験流域を対象として、独自に作成した標高データを用いて流域地形表現した結果と、同流域で観測された雨量および流量データを用いて流域の開発が流出特性に及ぼす影響について検討したものである。その結果は以下のとおりである。1) 流域地形表現の結果は、スポーツ施設の設置によって流域上流の地形が平坦化したために成立しなかった地形特性量の水路勾配則を除けば、おおむね妥当なものであった。2) 試験流域では、ラグビー場などのスポーツ施設が整備拡充され、グラウンド地表面下の雨水排水用透水管敷設などの雨水排水路網が整備されたために、洪水時の流出率とピーク流出高が増加し、流出の遅れ時間が短縮していることが認められた。3) 過去4年間の流域水収支について検討した結果、年平均の流出率は0.46となり、降雨量と流出量は梅雨期や夏期に大きくなり、流出量は降雨量の変動に対応して小さく変動していることがわかった。

1. 序 論

都市河川の流域では、開発に伴う土地利用の変化や社会・経済的な水利用の変化などによって、水循環が大きく変わってきている。とくに、河川では洪水時には流量

が増え、流出時間が速くなるが、平常時には水量が減少し、水質が悪くなっている。我が国では、平成9年の河川法改正を契機として、河川流域の健全な水循環のあり方¹⁾に関する論議が活発になってきている。水循環を考える上で重要なのは、流域からの流出素過程を精度よく表現する分布型流出モデルを用いて、流域の土地利用、地形、降雨特性などの時空間分布の影響予測を可能とすることである。そのためには、国土数値情報に代表されるような数値標高、土地利用などの各種データを用いた流域モデリング、雨量や流量など水文観測データに基づいた流域における降雨と流出の関係、とくに水収支の解析が重要な課題となる。

当研究室は、多摩ニュータウンに隣接する本学多摩キャンパスの一部を試験流域として、1984年10月から雨

† 本論文は、土木学会年次学術講演会等^{2),3),10)}で発表した内容に、その後データと考察を加えて新たに取りまとめたものである。

* 工学部都市システム工学科教授
Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering.

** 大学院工学研究科建設工学専攻修士課程2年
Graduate Student, Graduate School of Engineering

*** 工学部土木工学科4年
Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering.

量と流量の観測を行っている。当初、この流域は自然丘陵地であったが、キャンパス整備事業の一環である世田谷キャンパスからの体育学部移転に伴うグラウンド整備等の開発により、流域の地形、土地利用などが変化した。

本研究は、試験流域における開発が流出特性に及ぼす影響を解明することを目的としており、本論文では独自に作成した10 m メッシュ標高データを用いて流域地形表現した結果と、これまでに観測収集された雨量、流量等の水文データを用いて流域の開発と洪水流出特性および水収支との関係について検討した結果を述べる。

2. 試験流域の概要

試験流域は、図1および写真1に示すように多摩川水系三沢川の上流端に位置しており、流域面積は0.122 km²である。地形は海拔100 m 付近の多摩丘陵である。この流域は、当初起伏のあった自然丘陵地をキャンパス整備事業に伴う開発行為のため1966年頃谷戸（谷戸のほとんどは水田である；谷戸田と呼ぶ）を中心に埋土や盛土による造成が行われ、1969年5月に自動車練習場が設置され（1985年3月に閉鎖）、簡単な切盛土によってラグビー場、ソフトボール場、テニスコートなど仮設のスポーツ施設が造られた。その後、体育学部の世田谷キャンパスから多摩キャンパスへの移転計画が本格化し、1991年8月から1992年3月の間にⅠ期工事が、1997年9月から1999年2月の間にⅡ期工事がそれぞれ行われた。Ⅰ期工事では、自動車練習場の跡地に陸上競技場が

造られ、インフィールド地表面下25 cm には雨水排水用の透水管が敷設された。Ⅱ期工事では、1998年6月にテニスコートと多目的グラウンドが、1999年2月にラグビー場が、それぞれ仮設の施設から公式競技用の施設に拡充整備された。これらの施設の地表面下27~30 cm には、陸上競技場インフィールド同様に雨水排水用透水管が敷設されている。なお、地表面下の透水管はグラウンド管理上円滑な雨水排除を目的として設置されたものである。また、切盛土・法面整形、駐車場・道路・雨水排水施設の整備などが並行して行われ、道路と駐車場の一部は透水性舗装されている^{2),3)}。上述のような開発状況に応じた流域図を示すと、図2のようになる。

1996年1月の地質委託調査報告（内容は機械ボーリング、標準貫入試験および不攪乱試料採取による室内土質試験⁴⁾）によると、当試験地は第三紀鮮新世から第四紀更新世に形成された上総層群を基盤とし、層厚1.4~5.3 m の関東ローム層、層厚0.4~19 m の埋土・黒ボク・盛土の順で構成されている。埋土は外部からの搬入物で人為的に形成された層であり、土層は腐植物、礫、コンクリート片、煉瓦片、碎石の殻などが混入しており不均質な状態にある。

図2で示した流域の状態に応じた土地利用を示すと、図3のようになる。図3によると、陸上競技場およびラグビー場などの仮設スポーツ施設、荒地、不浸透面積などの流域に占める開発面積の割合はⅠ期工事前とⅠ期工事後で、それぞれ71%と同じ値になる。なお、Ⅰ期工事後に雨水排水用透水管が敷設されたのは陸上競技場インフィールドのみであり、流域に占める割合は6%になる。Ⅱ期工事後の開発面積は74%でⅠ期工事前後の71%と大差ないが、そのうち雨水排水用透水管が敷設されたグラウンドや透水性舗装の道路や駐車場が流域に占める割合は30%であり、Ⅰ期工事後に較べてⅡ期工事後では透水性施設が多くなっている。また、建物の屋根、道路などの不浸透面が流域に占める割合は、Ⅰ期工事前は24%、Ⅰ期工事後とⅡ期工事後は18%であり、開発に応じた不浸透面積の減少は6%である。

つぎに、流域に設置された法面や道路のU字溝とグラウンド下の透水管、開渠あるいは道路下の雨水管などの雨水排水路網を示すと、図4のようになる。図中の実線は開渠や雨水管などの主要な水路（竣工図上の実水路に相当する）を示し、破線は法面・道路などのU字溝あるいはグラウンド下の透水管を示す。透水管の排水対象面積はⅠ期工事後が陸上競技場インフィールドの7,040 m²、Ⅱ期工事後が陸上競技場インフィールドのほかにテニスコート2,430 m²、多目的グラウンド7,200 m²およびラグビー場11,450 m²の計28,120 m²であり、流域内の雨水排水路の全長を流域面積で除した雨水排水路密度 D_d は、Ⅰ期工事前が0.023 [m⁻¹]、Ⅰ期工事後が0.040 [m⁻¹]、Ⅱ期工事後が0.172 [m⁻¹] となり、グラ

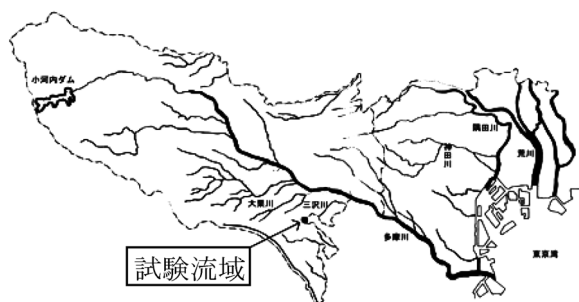
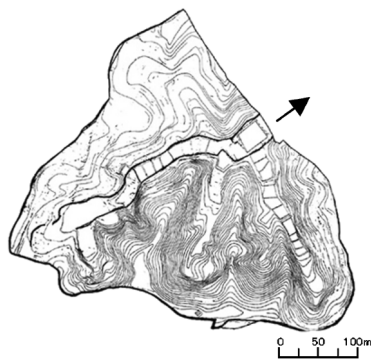


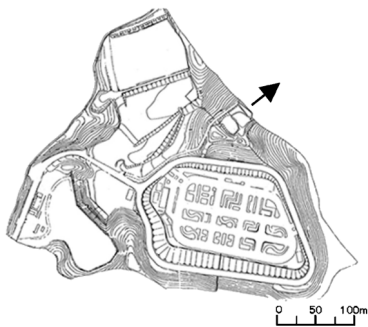
図1 試験流域の位置



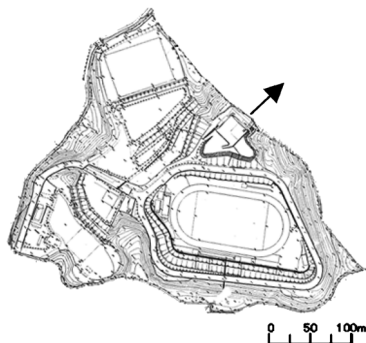
写真1 試験流域の空中写真



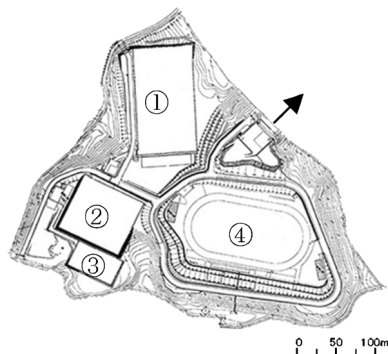
(a) 自然状態(1965年頃)



(b) 自動車練習場設置後(1981年時点)



(c) I期整備工事後(1992年時点)



(d) II期整備工事後(2002年時点)

- ① ラグビー場 ② 多目的グラウンド
③ テニスコート ④ 陸上競技場

図2 流域の変遷

ウンド等整備の進捗に応じて雨水排水路網が整備されていることがわかる。また、II期工事後は各スポーツ施設から流出した雨水を集水して調整池に排水するための雨水管(管径400 mm~1,000 mm)が、流域中央部を縦断するメイン道路の地表面下に新たに設置された。

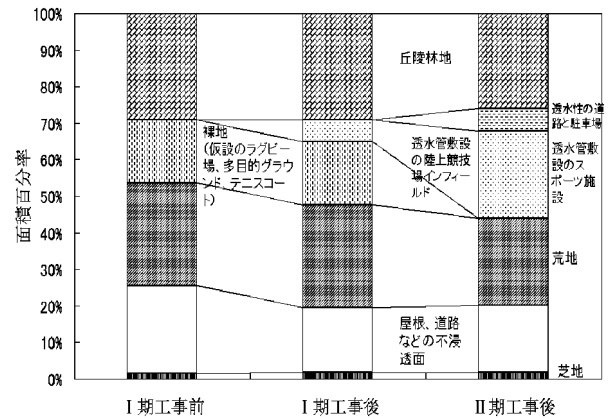
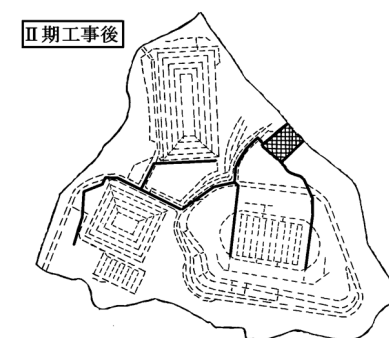
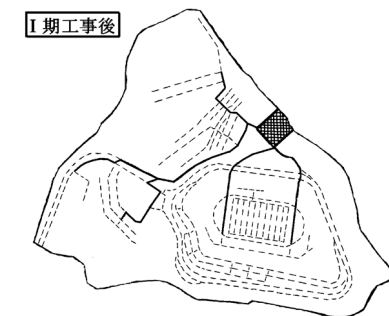
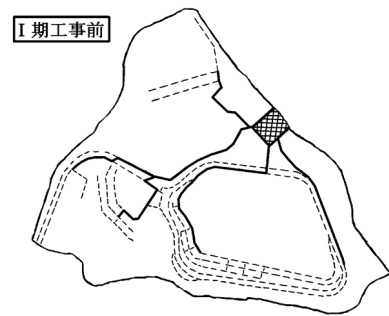


図3 土地利用の変遷



図中の実線は主水路、細線はU字溝と透水管である。

図4 雨水排水路網の変遷

3. 水文観測とデータ整理

本学の多摩キャンパス整備事業に関連して行政指導がなされ、開発に伴う洪水流出増の抑制と直下流への灌漑用水の供給を兼ねた防災調整池が1981年3月に設置された。これを契機として、当研究室は、防災調整池の集水域を試験流域とし、キャンパス整備事業による開発が流出特性に及ぼす影響の調査研究を目的として、1984年10月から雨量、流量などの水文観測を開始した。

観測システムは、調整池内の放流塔頂部に設置した転倒枴形雨量計、集水域から調整池への流入量を観測するために調整池内の放流塔側面に設置した水位計、調整池からの放流量を測定するために調整池直下流の放流水路に設置した四角形刃形堰の越流水深を測定する水位計およびデータ収録部で構成される。なお、水位計は拡散型半導体圧力変換型投げ込み式水位計である。当初は、電源、記録などシステム上の問題が発生し、観測は開始当初から順調ではなく、その後ソーラーパネルによる電源供給やノートパソコンによるデータ収録など種々改良を加え、解析可能なデータが得られるようになったのは1989年9月以降のことである(写真2)。また、1999年10月から微気象調査および水収支解析を目的としてラグビー場付近に気象観測装置を設置し、気温、湿度、日照時間、風向風速および雨量の観測を行っている(写真3)。試験流域における水文・気象観測の観測期間一覧と、2.で述べたグラウンド整備の工事期間一覧を示すと、表1のようになる。なお、表1には観測時間間隔を付記した。

調整池内の観測水位から流域からの流出量(調整池への流入量)への換算は、以下に述べるような貯留の連続式に基づいた洪水調節計算により行う。

dt 時間における流入量 Q_i と放流量 Q_o の差 dS が調整池に水平に貯留するものとする、連続式は

$$\frac{dS}{dt} = Q_i - Q_o \dots \dots \dots (1)$$

で表される。

式(1)を差分表示すると、式(2)のようになる。この式を用いて、時間間隔 Δt ごとの流入量 $Q_i(t+\Delta t)$ が逐次求められる。

$$S(t+\Delta t) - S(t) = \left(\frac{Q_i(t+\Delta t) + Q_i(t)}{2} - \frac{Q_o(t+\Delta t) + Q_o(t)}{2} \right) \cdot \Delta t \dots \dots \dots (2)$$

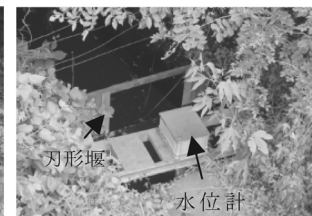
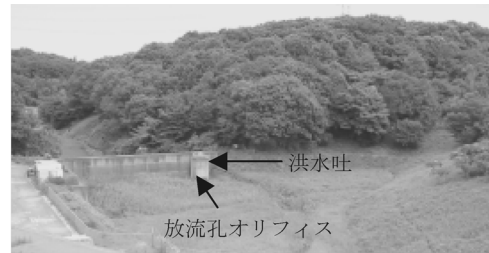


写真2 防災調整池と水文観測装置



写真3 気象観測装置

表1 観測および工事期間の一覧

項目	年	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002 9月
水文	雨量		2月	11月	4月	11月						9月	6月	7月	
	水位(流入量) 越流水深 (放流量)		2月	11月	4月	11月						9月	6月		
気象	温度・湿度 日照時間 風向・風速											10月			
工事	I 期工事			8月	3月										
	II 期工事									9月	2月				

(注1): 観測の時間間隔は、1989年10月～2000年5月の間は10分、2000年6月～2001年4月の間は5分、2001年5月以降は2分30秒である。

ここで、貯水容量 $S[m^3]$ は実測による調整池内の水位～貯水容量曲線 ($H-S$ curve) として与えられ、調整池の放流孔からの放流量 $Q_o[m^3/s]$ はオリフィス公式を用いて算定される。いずれも、水位 H の関数となる。なお、この調整池には断面形状 $340\text{ mm} \times 340\text{ mm}$ の放流孔の下に直径 75 mm の塩化ビニール管 (水抜き) が水平に 3 本設置されており、この水抜きを通して直下流の水路に常時水が供給されている。出水時の観察によると、放流孔からの流出状態は図 5 に示すように、完全なオリフィス流出 (水面曲線(a)の状態) と水位が放流孔の高さの範囲内にあるような不完全なオリフィス流出 (水面曲線(b)の状態) になり、水位が放流孔の下端以下の場合は水抜きからは完全潜り流出になる (水面曲線(c)の状態)。ここでは、図 5 の(a)および(c)の場合はオリフィスの流量公式を用いて放流量を求め、図 5(b)の場合は放流路内に設置された四角形刃形堰による放流量観測値と室内模型実験結果⁵⁾に基づいて算出した回帰式により放流量 Q_o を求めることにする。なお、室内模型実験結果によると、オリフィスの流量係数の値は放流孔が $C_2 = 0.58$ 、水抜き部分が $C_1 = 0.30$ となった。放流孔の流量係数の値に較べて水抜き部の流量係数の値が小さくなった理由は、水抜きの前面が蛇籠で覆われているための損失によるものである。

実測によって求めた水位 H と貯水容量 S の関係を式 (3) に、模型実験の結果とオリフィス公式による水位 H と放流量 Q_o の関係を、式 (4) にそれぞれ示す。なお、長さおよび時間の単位は、それぞれ $[m]$ および $[s]$ である。

$$\begin{aligned} H \leq H_L : S &= 299H \\ H_L < H \leq 2.5 : S &= 923H - 498 \\ 2.5 < H : S &= -78H^3 + 1333H^2 - 4152H + 5075 \\ &\dots\dots\dots (3) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H \leq H_L : Q_o &= 3C_1 \frac{\pi D_1^2}{4} \sqrt{2g(H - D_1/2)} \\ H_L < H \leq (H_L + D) : Q_o &= 0.07H^{5.55} \end{aligned}$$

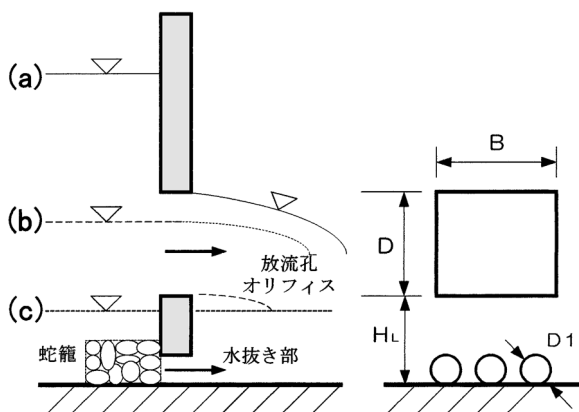


図 5 放流孔オリフィスからの流出 (説明図)

$$\begin{aligned} (H_L + D) < H : Q_o &= 3C_1 \frac{\pi D_1^2}{4} \sqrt{2g(H - D_1/2)} \\ &+ C_2 B D \sqrt{2g\{H - (H_L + D/2)\}} \dots\dots\dots (4) \end{aligned}$$

以上のような洪水調節計算によって、観測された水位 H を流域からの流出量 (調整池への流入量) Q_i に換算する。その際、洪水調節計算で算出した放流量と、調整池直下流の放流水路に設置した四角形刃形堰の越流水深の観測値を刃形堰の越流量公式に代入して求めた放流量とを照合し、洪水調節計算の換算精度を検証している。なお、観測開始から現在まで、放流水路を含めた調整池の構造は変わっていない。

4. 流域地形のモデル化

一般に、流域が開発されると流域の地形や土地利用が変わり、雨水排水施設が整備される。また、気象レーダーやレーダー雨量計などによると、降雨時には流域内で強雨域が移動する。したがって、流出解析を行う場合は、流出場である流域の地形、土地利用、水路網などの流域斜面特性の空間分布と、降雨の時・空間分布を考慮する必要がある。最近、地理情報システム (GIS) やリモートセンシング技術の整備充実に伴って、地形、地質、土壌、植生などの国土数値情報やレーダー雨量などがメッシュデータとして整備されており、これら各種データを用いた流出解析が盛んに行われるようになってきた⁶⁾。現時点で、流域地形表現のために使用されている国土数値情報の数値標高データとしては、 50 m メッシュサイズのものが多く、都市河川の流域では、地形、土地利用、水路網などの流域斜面特性とその分布が複雑になっている。したがって、 50 m メッシュの標高データを用いた場合は、流域地形が粗く表現されることになるために勾配が緩くなり、都市河川特有の複雑な微地形を忠実に表現するのが難しくなると思われる。また、メッシュサイズの違いは流出解析の結果にも影響するとの報告もあり^{7)~9)}、スケールの問題については検討課題が残されている。一方、最近の GIS やリモートセンシング技術の発達に伴って、国土数値情報データのメッシュサイズは 50 m よりもさらに小さくなっていくものと思われる。

試験流域は、丘陵山林、グラウンドなどが混在しているためにメッシュサイズを 10 m に限定して、上述 2. の図 2 に示したように流域が、① I 期工事前 (自動車練習場開設時)、② I 期工事後 (陸上競技場設置時) および③ II 期工事後 (各種グラウンド整備後、現状) の場合について、縮尺 $1/500$ の地形図と竣工図および空中写真を用いて流域地形表現 (流域モデリング) を行うことにする。作業の流れ図を図 6 に示す。まず、流域を 10 m メッシュ間隔で $1,190 \sim 1,200$ 分割してメッシュ交点の標高を読み取り、数値標高データを作成する。つぎに、その標高データを用いて落水線図を作成する。その際、雨

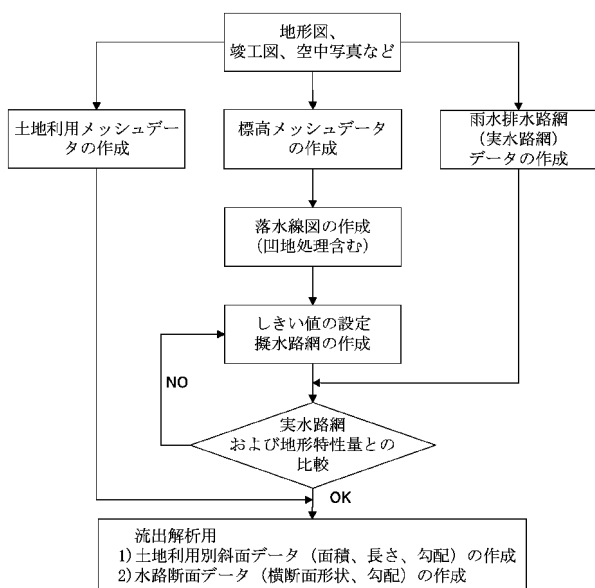


図6 流域地形表現の作業の流れ

水は周りのメッシュ点8方向の勾配を比較して最急勾配方向に流れるものとして追跡しながら、メッシュ交点間を結んで落水線図を描く。しかし、周囲の8点より標高が低い点(窪地)が出現したり、複数の最急勾配方向が現れて流れ方向が定まらない場合が生じるので、このような場合は窪地の標高を周囲の8点の平均標高に置き換えて流れ方向を追跡処理する。さらに、この処理でも窪地が完全に解消できない場合は、地形図と照合して流れ方向を決定する¹⁰⁾。

次に、上述のように作成した落水線図を用いて、流出解析の河道追跡に必要な擬河道網(ここでは擬水路網と呼ぶ)を以下のように作成する。落水線図の中で適当なしきい値(任意の集水地点上流のメッシュ数; 面積しきい値 threshold area)を設定し、このしきい値を超える地点の落水線を擬水路網とする。しきい値を大きくすると、上流の細かい落水線、すなわち細流は省略されていき、実際の水路網(ここでは実水路網とよぶ)に近い擬水路網が得られることになる。そして、擬水路網と実水路網について、式(5)に示すような Horton-Strahler の河道位数の概念に基づいた地形特性量¹¹⁾をそれぞれ算出し、それらの値を対比させ、地形表現による擬水路網の妥当性を検証する。

水路数則

$$N_u = R_b^{k-u}; R_b = \frac{N_{u-1}}{N_u}, (u=1, 2, 3, \dots, k)$$

水路長則

$$\bar{L}_u = \bar{L}_1 R_L^{u-1}; R_L = \frac{\bar{L}_u}{\bar{L}_{u-1}}$$

水路勾配則

$$\bar{S}_u = \bar{S}_1 R_S^{1-u}; R_S = \frac{\bar{S}_{u-1}}{\bar{S}_u}$$

流域面積則

$$\bar{A}_u = \bar{A}_1 R_a^{u-1}; R_a = \frac{\bar{A}_u}{\bar{A}_{u-1}}$$

.....(5)

ここに、 N_u , \bar{L}_u , \bar{S}_u および \bar{A}_u は、それぞれ1つの k 次流域内部における u 次水路の数、平均水路長、平均水路勾配および u 次流域の平均流域面積である。 R_b , R_L , R_S および R_a は、それぞれ分岐比、水路長比、水路勾配比および流域面積比と呼ばれる。なお、これらの地形特性量は、自然山地河川ではほぼ一定値になるが、都市河川では地形が平坦化し、雨水排水路網が整備されるために、水路勾配則は成立しないと言われている¹²⁾。

上述した方法により、I 期工事前、I 期工事後および II 期工事後について、それぞれ落水線図と擬水路網、地形特性量を示すと図7のようになる。なお、すべてにおいて、最高次数は2、しきい値は100である。図7によると、陸上競技場、ラグビー場などのスポーツ施設と雨水排水路網などの整備状況に応じた流域地形の変化が落水線図上にうまく表現されていることがわかる。図中に示した地形特性量のうち、分岐比、水路長比および面積比については、擬水路網と実水路網の値はほぼ同じである。また、水路勾配比については、擬水路網の場合は I 期工事前・後が1.688、II 期工事後が0.399であり、実水路網の場合は I 期工事前が1.079、I 期工事後が0.961、II 期工事後が0.618となり、水路勾配則が成立していない。これは、グラウンド等のスポーツ施設が上流に設置されて流域上流の地形が平坦化したためであると考えられる。以上の結果、ここで得られた流域地形の表現結果は、スポーツ施設の整備工事による流域地形の変化のために成立しなかった水路勾配則を除けば、おおむね妥当なものであると判断される。

5. 洪水流出特性

34の出水事例について、直接流出高と総雨量の関係を示すと図8のようになり、ピーク流出高とそのときの最大時間雨量の関係を示すと図9のようになる。なお、直接流出高は、洪水流出ハイドログラフにおいて総流出高から基底流出高を差し引いて算出した。直接流出高を総雨量で除した洪水流出率の経年変化を図10(a)に、流出ハイドログラフのピーク部におけるピーク出高と最大時間雨量の比(ここではピーク流出率と呼ぶ)の経年変化を図10(b)にそれぞれ示す。図8および図9によると、I 期工事前とII 期工事後における直接流出高とピーク流出高の違いは明確には現れていない。しかし、図10では洪水流出率とピーク流出率の経年変化は明確に現れており、その大きさはI 期工事前、II 期工事後、I 期工事後の順に小さくなっている。I 期工事前の洪水流出率とピーク流出率が最も大きくなっているの

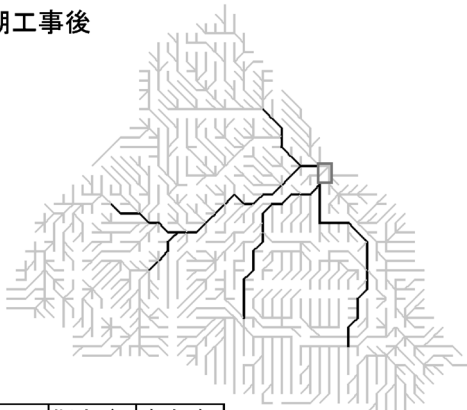
	擬水路	実水路
分岐比	2.500	2.500
水路長比	0.787	0.793
勾配比	1.688	1.079
面積比	3.219	2.887

I 期工事前



	擬水路	実水路
分岐比	2.500	2.500
水路長比	0.787	0.793
勾配比	1.688	0.961
面積比	3.219	2.887

I 期工事後



	擬水路	実水路
分岐比	2.000	2.000
水路長比	0.998	0.907
勾配比	0.399	0.618
面積比	3.659	3.365

II 期工事後

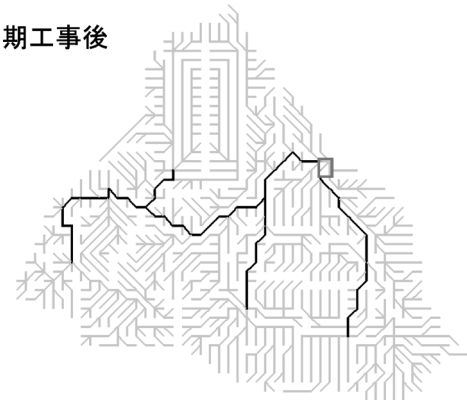


図7 流域地形表現の結果

は、自動車練習場の道路舗装の不浸透面が多く、またラグビー場や多目的グラウンドなど仮施設の裸地が踏み固まった状態で浸透性が悪くなっているためであると思わ

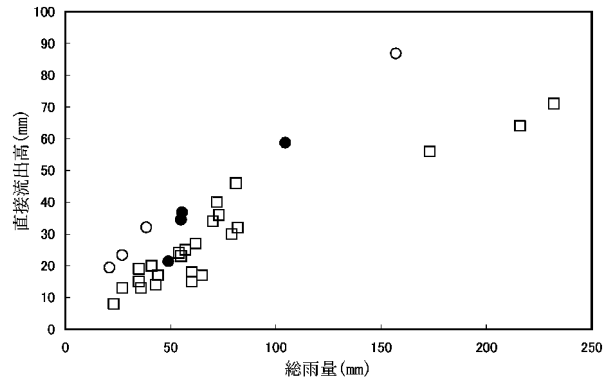


図8 直接流出高と総雨量の関係

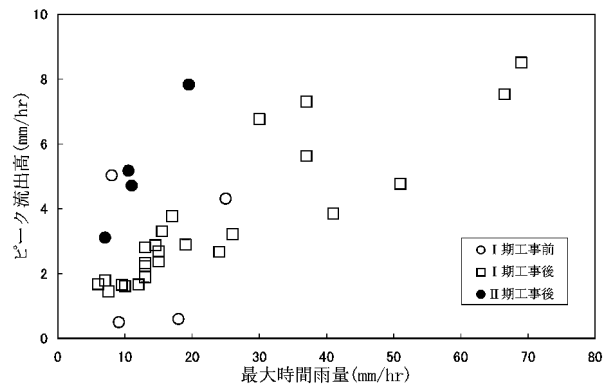


図9 ピーク流出高と最大時間雨量の関係

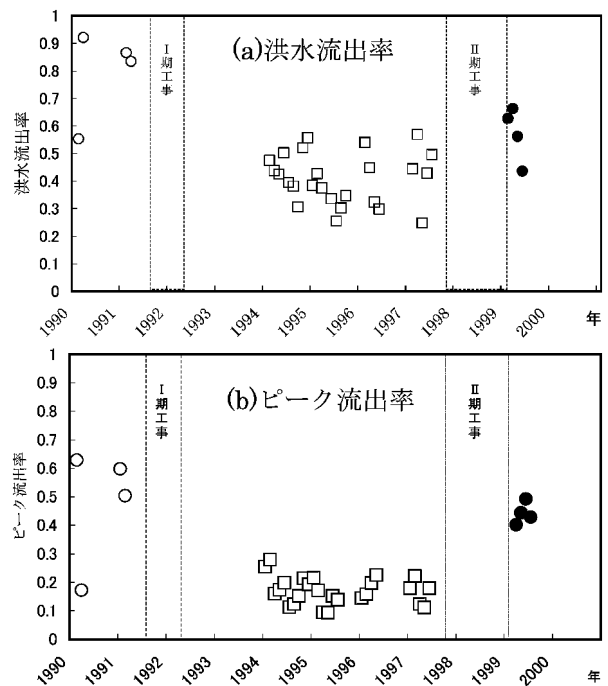


図10 洪水流出率とピーク流出率の経年変化

れる。Ⅰ期工事後の場合は、洪水流出率とピーク流出率が最も小さくなっている。これは、Ⅰ期工事前の自動車練習場後が陸上競技場に変更になり、インフィールドなどの浸透面が増大したためであると思われる。さらに、Ⅰ期工事後に比べてⅡ期工事後では洪水流出率とピーク流出率が大きくなっている。2. で述べたように、雨水排水用透水管敷設のグラウンド面積がⅠ期工事後7,040 m²であったのがⅡ期工事後は28,100 m²と大幅に増えたことと、U字溝、道路地表面下の雨水管など雨水排水路網が整備されたために雨水排除が促進されたことが大きな要因になっているものと思われる。

降雨ハイエトグラフの重心と流出ハイドログラフの重心の時間差を流出の遅れ時間として算出し、流出の遅れ時間と最大時間雨量の関係を示すと図11のようになる。なお、流出ハイドログラフの形状が複峰型の場合は流出の遅れ時間の算定誤差が大きくなるので、ここでは単峰型ハイドログラフの出水事例を対象として流出の遅れ時間を算定した。図11によると、Ⅰ期工事前のプロット数が少ないのでⅠ期工事前とⅡ期工事後の違いは明確ではないが、Ⅰ期工事後との比較結果からはⅡ期工事後では流出の遅れ時間が短縮の傾向にあることがわかる。

2001年の9月から10月の間に、テニスコート（全面を対象）、多目的グラウンド（半面を対象）および陸上競技場インフィールド（半面を対象）の3施設を対象として、地表面下の透水管からの流出量を刃形堰で測定した2,3の出水事例の結果¹³⁾によると、総雨量に占める透水管からの流出量の割合は、テニスコートが約90%と最も大きく、多目的グラウンドと陸上競技場インフィールドは約50%であった。流出の遅れ時間は数分と短く、テニスコート、多目的グラウンドあるいは陸上競技場インフィールドの順で小さくなった。また、テニスコートと多目的グラウンドについては、U字溝に設置した刃形堰で表面流出量を測定した。その結果によると、総雨量に占める表面流出量の割合は3%~50%とな

った。これらの結果によると、透水管が敷設された施設からの雨水は表面流出量を含めると降雨のほぼ全量が流出することになり、とくにテニスコートの場合は降雨ハイエトグラフに対する流出ハイドログラフの応答がシャープになったことが特徴として挙げられる。これらの測定結果は流域内のグラウンド地点においてオンサイト型式で直接測定されたものであり、出水事例も少ないので、流域全域を対象とした図8~図11との比較は必ずしも適切ではない。しかし、これらの観測結果から判断すると、グラウンド表面から浸透した雨水は透水管を通してほとんどが流出し、その結果、洪水時の流出率が増大し、流出の遅れ時間が短くなっているものと解釈できる。

以上の結果、Ⅱ期工事後は、雨水排水用透水管が敷設されたグラウンドなどのスポーツ施設が拡充整備されたこと、道路・法面にU字溝などの雨水排水路網が整備されたことにより、流出率や流出の遅れ時間などの洪水流出特性の変化が顕著に現れていることがわかった。

6. 流域水収支

1年サイクルの流域水収支式は、次のような式(6)で表される。

$$R+I=Q+E+G+\Delta S \quad \cdots \cdots (6)$$

ここで、流域に流入する量としての降雨量（降雪を含めたときは降水） R と用水量 I であり、流域から流出する量としての流域からの流出量（調整池への流入量） Q 、蒸発散量 E 、流量観測している調整池を通らずに流域外へ流出する量 G 、さらに流域の土壌中などに保留される水分の増加量（流域貯留量） ΔS である。式(6)の G および ΔS は観測困難な量であり、ここでは損失量 L とする。蒸発散量 E は風、気温、湿度などの気象条件、土地利用状態、植生状態、土壌状態などの地中条件など多くの因子が関係するために、精度よく推定することが困難である。用水量 I は、試験流域の場合は水道使用量に相当し、1997年の水道使用量の記録によると年単位では0.25 mmと微量であったので無視することにした。

以上の結果、式(6)は

$$R=Q+E+L \quad \cdots \cdots (7)$$

となる。また、年降雨量 R と年流出量 Q の比を年流出率とする。表1に示した観測期間の中から、年単位で観測収集された1994年から1997年までの流域水収支を表2に示す。4年間平均では、年降雨量1,401 mm、年流出量649 mmおよび流出率0.46となった。

試験流域では蒸発散量の測定は行っていないので、蒸発散能の概念を用いて提案された経験式¹⁴⁾を用いることにする。なお、流域の地形や土地利用の変化、降雨域の移動などの時間・空間分布特性と、国土数値情報のメッシュデータは膨大な量になるのでメッシュごとの分布型流出モデルによる流出解析を考慮すると、蒸発散量を求める式はその構成が簡単でパラメータの数も少ないも

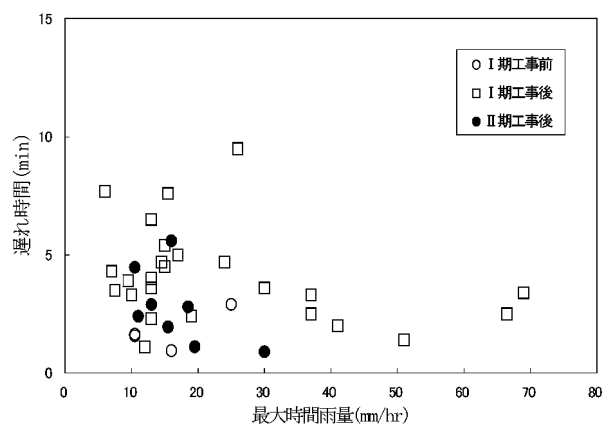


図11 流出の遅れ時間と最大時間雨量の関係

表2 流域水収支（1994年～1997年）

[単位：mm]

項目 \ 年	1994	1995	1996	1997	4年間平均
年降雨量	1462	1413	1461*	1268	1401
年流出量	680	692	645	580	649
年流出率	0.47	0.49	0.44	0.46	0.46
蒸発散量 (Thornthwaite の式)	326	285	271	348	308
損失量	456	436	545	340	444

* 1月降雨データは一部欠測

のが望ましい。なかでも、Thornthwaite の式および Hamon の式は、日平均気温と可照時間のみから蒸発散能（可能最大蒸発散量） E_p を簡単に求めることができるので、現在も広く利用されている。ここでは、Thornthwaite の式(8)を使用する。

$$E_p = 0.533D_0(10t_j/J)^a \dots \dots \dots (8)$$

$$a = 0.000000675J^3 - 0.0000771J^2 + 0.01792J$$

$$+ 0.49293$$

$$J = \sum_{j=1}^{12} (t_j/5)^{1.514}$$

ここで、 E_p は j 月の日平均蒸発散能（mm/day）、 D_0 は可照時間（12 h/day を 1 とする）、 t_j は j 月の月平均気温（℃）である。

なお、試験流域の気象観測装置は1999年10月に設置されたために1994年～1997年の間はデータ収集されていない。ここでは、気象庁監修、財気象業務支援センター発行のCD-ROM版アメダス観測年報（時日別値）の府中観測所における日平均気温と可照時間の観測データを使用した。

1994年から1997年までの月別の流域水収支を図12に示す。図12によると、降雨量と流出量は6, 7月の梅雨期と8, 9月の夏期に大きくなっている。また、流出量は降雨量の変動に対応して小さく変動している。また、図12によると、蒸発散量は7, 8, 9月の夏期・台風期に大きくなっており、降雨量に占める蒸発散量の割合は年平均で22%である。なお、式(8)で推定した蒸発散量の値およびその月別変動の傾向は、多摩ニュータウン永山試験地における1978年12月から1979年11月までの観測データを解析した安藤ら¹⁵⁾の結果や石狩川流域とその支川6流域における1985年から1994年の間の観測データに基づいて流域水収支法により算出した井形¹⁶⁾の結果にほぼ近いものが得られた。永山試験地は、流域面積が0.028 km²、建物や舗装道路などの不透透面積率が49%、踏み固めた裸地が5%、芝地が46%の都市河川流域である。安藤らの水収支解析の結果によると、観測期間が1年の総雨量は1,614 mmであり、総雨量に占める流

出量および蒸発散量の割合はそれぞれ45%および37%である。石狩川流域は、全流域の95%は森林、耕地、草地であり、井形が流域水収支法で算出した10年間の年平均の蒸発散量は327 mmである。

Thornthwaite の式で算定された蒸発散量は、実際の蒸発散量よりも大きくなると言われている¹⁷⁾。今回は観測地点の異なる府中の気温と可照時間のデータを用いているので、今後は当該試験流域の気象観測データの使用を目標に観測収集を続け、蒸発散量の推定についてさらに検討する必要がある。

ここで提示した年単位の水収支の結果では、最終的な整備工事が行われたⅡ期工事後の年単位の観測データが未収集の状況であるために、開発による水収支の変化に関する検討ができなかった。今後、さらにⅡ期工事以降の水文および気象データの観測を続け、開発が水収支に及ぼす影響について検討する必要がある。

7. 結論と今後の課題

本研究で得られた成果を要約すると、以下のようになる。

1) 地形図などから読み取った10 m メッシュ標高データに基づいて作成した落水線図および擬水路網については、地形特性量も含め、実水路網との比較結果はおおむね良好であった。

2) 観測収集された雨量・流量データに基づいて洪水流出特性の変化を検討した結果、グラウンド整備が終了したⅡ期工事後では洪水流出率およびピーク流出率は増大し、流出の遅れ時間が短縮の傾向にあることがわかった。

3) 1994年～1997年の流域水収支によると、年流出率が0.46となり、降雨量と流出量は梅雨期や夏期に大きくなる傾向を示し、流出量は降雨量の変動に対応して小さく変動していることがわかった。また、蒸発散量については、Thornthwaite の式による推定の方角づけができた。

最後に、本研究の今後の検討課題を列挙すると、以下のようになる。①水文・気象観測を続行し、とくにⅡ期工事以後における水収支の調査検討、②メッシュサイズの違い、すなわちスケール問題の検討、③洪水流出と長期流出の解析、④流域の微気象データを観測収集し、水・熱エネルギー収支（とくに、蒸発散量の推定）の調査と解析、⑤Ⅱ期工事後のグラウンドからの土砂流出の調査と解析などである。今後、さらに観測資料を収集し、検討していく予定である。

謝辞：本研究の遂行にあたり、当時の土木工学科および大学院建設工学専攻の学生諸氏には資料整理に協力して頂いた。また、本学の管財課および多摩キャンパス管理課の関係職員からは、貴重な資料の提供や観測装置設置

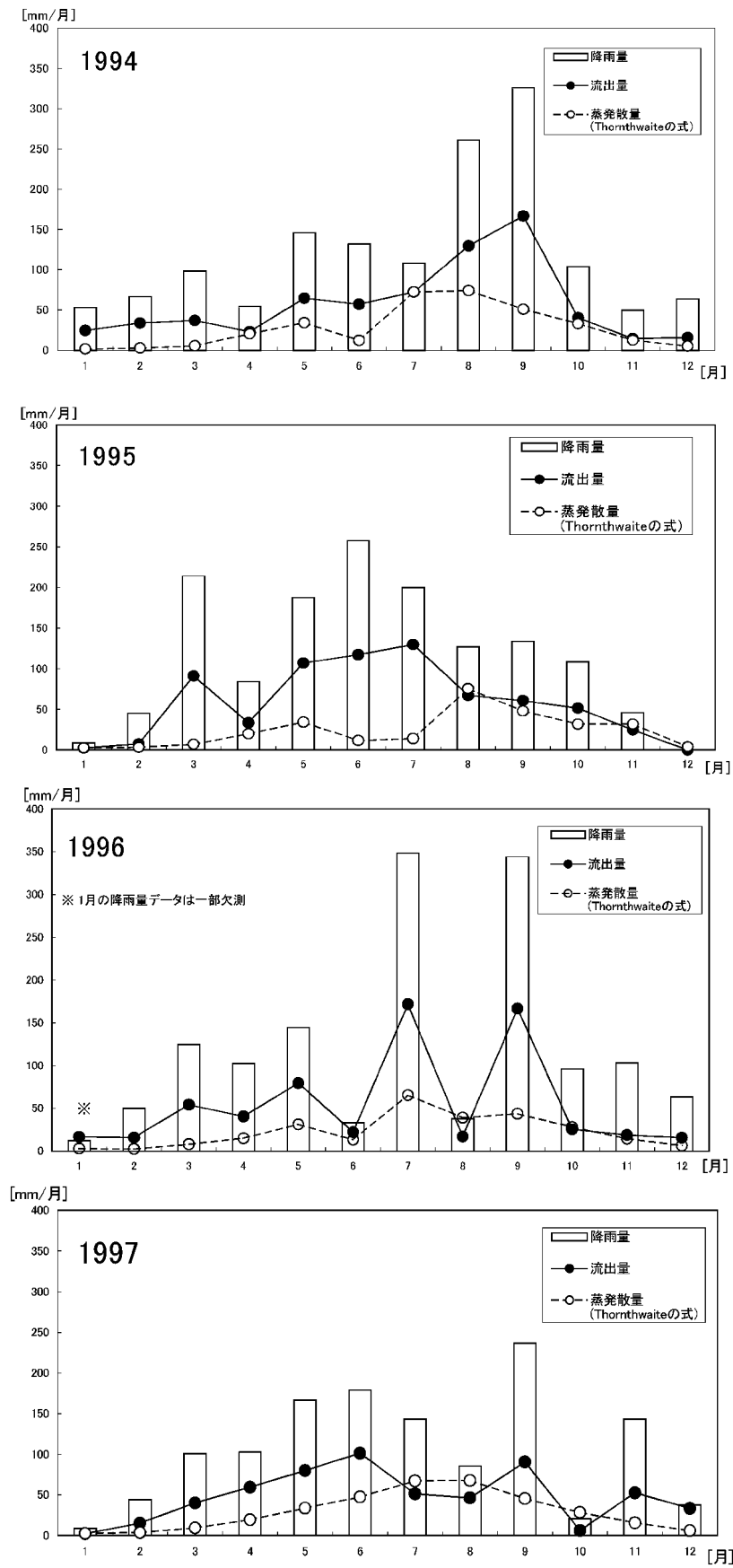


図12 月別の水収支

上の協力を得た。これら関係各位に対し、深く感謝申し上げます。最後に、観測装置設置費用の一部は、当時の文部省科学研究費奨励研究 A および研究設備整備助成の補助を受けたものであることを付記し、感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 例えば、「新たな水循環・国土管理に向けた総合行政のあり方について（報告）」：建設省河川審議会総合政策委員会，平成11年3月
- 2) 北川・矢代・有馬：丘陵地小試験地の流域地形と洪水流出，水文・水資源学会2001年研究発表会要旨集，#2，pp. 298～299，2001年8月
- 3) 有馬・山坂・北川：丘陵地小流域の開発と流出特性，土木学会第57回年次学術講演会講演概要集，Ⅱ-272，pp. 579～580，2002年9月
- 4) 国土館大学小野路校地地質調査報告書，日産基礎工業㈱，1996年1月
- 5) 山口・佐藤：小野路試験流域の洪水流出解析に関する研究，国土館大学土木工学科卒業研究，1993年3月
- 6) 例えば，市川・立川・堀・宝・椎葉：流出計算で考慮すべき降水空間分布スケールに関する基礎的検討，水工学論文集，第46巻，pp. 133～138，2002年2月
- 7) 陸・小池・早川：分布型水文情報に対応する流出モデルの開発，土木学会論文集，第411号/Ⅱ-12，pp. 135～142，1989年11月
- 8) 児島・宝・岡・千歳：ラスタ型空間情報の分解能が洪水流出解析結果に及ぼす影響，水工学論文集，第42巻，pp. 157～162，1998年2月
- 9) 福井・砂田：流出応答特性の評価に与える流域要素スケールの効果について，水工学論文集，第42巻，pp. 205～210，1998年2月
- 10) 植野・熊耳・北川：丘陵地小流域の流域地形と流出解析，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集，Ⅱ-42，pp. 84～85，1998年10月
- 11) 土木学会水理委員会：平成11年度版水理公式集，pp. 28～29，1999年11月
- 12) 角屋：流出解析手法（その1），農業土木学会誌，第47巻，第10号，pp. 63～73，1979年10月
- 13) 長谷・川地・池田：透水管が設置されたスポーツ施設の洪水流出抑制，国土館大学土木工学科卒業研究，2002年3月
- 14) 土木学会水理委員会：平成11年度版水理公式集，pp. 16～18，1999年11月
- 15) 都市水文学研究会：多摩ニュータウン流出試験地調査報告書，pp. 315～320，1986年3月
- 16) 井形：地被別の実蒸発散量推定のための蒸発散比率算定に関する研究，水工学論文集，第43巻，pp. 79～84，1999年2月
- 17) 鮭川・大矢・石崎・荒井・山本・吉本：土木教程選書河川工学，鹿島出版会，pp. 56，1998年第8版
(2002年10月10日受付)